GEOSPAR 2014

MANUEL D'UTILISATION

0	01/08/2014	GFX	EVE	MFE	GEOSPAR 2014
Indice	Date	Etabli par	Vérifié par	Approuvé par	Observations

\\Srvibm2\Document Logiciels GEOS\GEOSPAR\GEOSPAR_GFX\Manuel Utilisation GeoSpar_GFX.docx

Réf. projet :	Réf. document :	Date :
-	Manuel Utilisation GEOSPAR 2014	1er août 2014

GEOS INGENIEURS CONSEILS
GENIE CIVIL GEOTECHNIQUE HYDRAULIQUE

Table des matières

Table des figures

COPYRIGHT

AVERTISSEMENT

GEOSPAR est un outil pour calculer les contraintes d'un objet simple en application de méthodes de calcul définies ; l'objet simple de calcul est défini par l'ingénieur qui retient quelques caractéristiques mécaniques et géométriques et envisage certains phénomènes physiques.

Cet objet simple ne représente pas un objet réel, tel qu'un parement en béton projeté. Il reste un objet virtuel, permettant à un ingénieur d'évaluer le comportement d'un objet réel.

GEOSPAR applique des méthodes de calcul définies à un objet virtuel simple.

Il appartient à l'ingénieur d'apprécier si l'outil de calcul GEOSPAR est utilisable pour modéliser le comportement de l'ouvrage.

L'ingénieur doit définir les phénomènes physiques qu'il prend en compte pour concevoir son ouvrage ; il définit l'objet modèle.

L'ingénieur doit apprécier si le choix de la méthode de calcul utilisée par GEOSPAR est compatible avec l'ouvrage réel.

L'ingénieur choisit l'outil de calcul qui lui paraît adapté ; il opère seul la modélisation de l'objet réel (processus de réduction d'un objet réel à un objet virtuel simple) ; il décide seul de prendre en compte le résultat obtenu sur l'objet virtuel simple pour définir le comportement de l'objet réel.

INTRODUCTION

Le logiciel GEOSPAR permet de dimensionner le parement des parois clouées : épaisseur du béton projeté, position et section des nappes d'armatures, position et dimensions des plaques d'appui.

A partir du maillage des clous, des efforts dans ces derniers, de la géométrie et des caractéristiques mécaniques du parement proposé, GEOSPAR calcule les efforts et moments dans le parement.

Le parement est considéré comme une plaque de longueur infinie chargée perpendiculairement à son plan et appuyée sur les points localisés aux têtes de clous : il est possible de considérer ou non une continuité verticale des armatures.

Les charges à l'arrière de la plaque peuvent s'appliquer par bandes, ou par répartition trapézoïdale, avec contrainte nulle ou non en travée.

Les efforts sont calculés en résolvant l'équation des plaques par différences finies. Les sections d'armatures peuvent être calculées à partir des règlements BAEL 91, XP P 94-240, NF EN 1992-1-1 ou NF EN 1992-2.

Le logiciel calcule la section d'acier nécessaire pour reprendre les moments de flexion induits par les efforts dans les clous, il vérifie la condition de non-fragilité de la paroi en fonction du critère de fissuration et vérifie le poinçonnement de la plaque d'appui sur le parement.

UTILISATION DU LOGICIEL

1. Installation

1.1 Configuration minimale

Le logiciel GEOSPAR fonctionne sous les systèmes d'exploitation Microsoft XP, Vista, 7, 8.

1.2 Installation du logiciel

Quelle que soit la version vous vous voulez installer, il est nécessaire, et notamment sous Windows Vista, 7 et 8, d'être administrateur du poste sur lequel vous installez GEOSPAR.

1.2.1 Version d'évaluation

La version d'évaluation est une version limitée dans le temps et protégée par un code d'activation pour laquelle toutes les fonctionnalités du logiciel sont utilisables.

Un lien d'installation vous a été envoyé par GEOS INGENIEURS CONSEILS. Cliquez sur celui-ci pour télécharger le fichier d'installation. Une fois les fichiers d'installation décompressés, cliquez sur le fichier « setup.exe ». Suivez ensuite les différentes étapes de l'assistant d'installation du logiciel.

Au premier lancement du logiciel qu'il faut faire en tant qu'administrateur (cf. paragraphe 1.2.4), la fenêtre suivante apparaît :

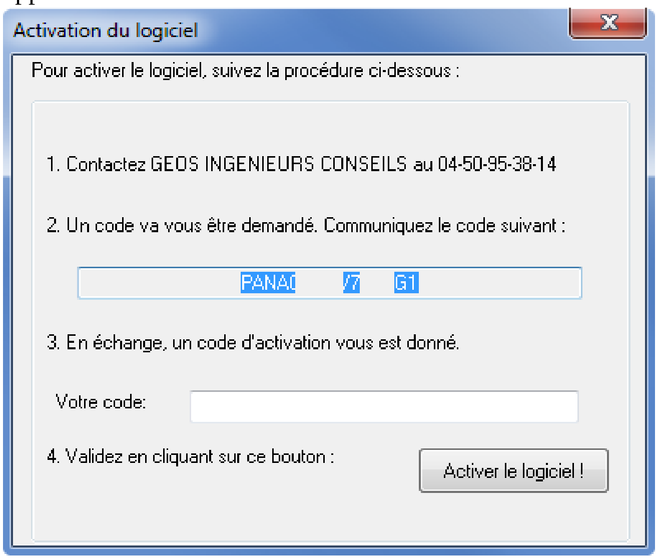


Figure 1 : Activation du logiciel

Communiquez à GEOS INGENIEURS CONSEILS le code donné par le logiciel (partie 2 de la procédure de la boîte de dialogue ci-contre).

En retour, vous recevrez un code d'activation qu'il faudra renseigner dans la partie 3 de la procédure de la boîte de dialogue ci-contre.

Cliquez enfin sur le bouton « Activer le logiciel ».
Une nouvelle boîte de dialogue apparaît, vous confirmant que l'activation du logiciel s'est bien déroulée et vous donnant la date jusqu'à laquelle le logiciel est actif. Il suffit alors de relancer l'application pour pouvoir l'utiliser.

1.2.2 Version intégrale

Il est nécessaire de désinstaller toutes les versions de GEOSPAR présentes sur le poste avant d'installer une version intégrale du logiciel.

Quel que soit le type de protection, l'installation du logiciel se fait de la manière suivante :

- Exécuter le fichier « Setup.exe » situé sur le CD ROM fourni ou téléchargé depuis le lien envoyé par GEOS INGENIEURS CONSEILS (en décompressant le dossier téléchargé) ;
- Suivez les différentes étapes de l'assistant d'installation du logiciel.
- Une fois l'installation terminée, exécutez le raccourci « Geospar.exe »

A la première exécution, il faut indiquer au logiciel le type de protection auquel il est soumis : par code, par clé ou par serveur.

1.2.2.1 Version protégée par code

L'activation de la version protégée par code est identique à celle de la version d'évaluation. Ce type de protection est généralement utilisé comme moyen d'utiliser pleinement le logiciel pendant une période temporaire.

1.2.2.2 Version protégée par clé

Il s'agit du mode de protection le plus courant. Insérez la clé de protection fournie avec le CD ROM dans un port USB.

Pour que la clé soit reconnue, il est nécessaire d'installer le programme Sentinel disponible sur le CD-ROM.

1.2.2.3 Version serveur

La version serveur permet de partager plusieurs licences d'un logiciel via un serveur sans avoir besoin de clé de protection sur chaque poste.
Avant d'exécuter GEOSPAR en version serveur, il faut installer et configurer le logiciel GEOSERVEUR selon le manuel fourni avec ce logiciel.

1.2.3 Modification du système de protection

Dans la version intégrale, il est possible de modifier le système de protection :

- soit en cliquant sur le bouton « **Changer** » disponible depuis le sous-menu « **A propos de Geospar…** » du menu « **?** » du logiciel ou du bouton ? de la barre de raccourcis ;
- soit en supprimant le fichier « mode.geo » présent :
  - dans le répertoire caché « C:\ProgramData\GEOS\Geospar » pour les systèmes d'exploitation type Windows Vista, 7 et 8 ;
  - dans le répertoire caché « C:\Documents and Settings\All Users\Application Data\GEOS\Geospar » pour les systèmes d'exploitation type Windows XP.

Il suffit ensuite de relancer le logiciel pour pouvoir choisir le nouveau type de protection.

1.2.4 *Problèmes liés aux droits d'administration*

Sous les systèmes d'exploitation Windows Vista, 7 et 8, si vous n'installez pas GEOSPAR en tant qu'administrateur, il se peut que le logiciel ne fonctionne pas correctement. La clé (s'il s'agit de ce mode de protection) n'est pas reconnue et il est impossible de sélectionner le mode de protection.

Pour remédier à ce problème, il faut donner les droits à tous les utilisateurs sur le répertoire d'installation de tous les logiciels GEOS :

- Faites un clic droit sur le répertoire d'installation des logiciels GEOS (c:\Program Files\GEOS) ;
- Choisissez « Propriétés » ;
- Cliquez sur l'onglet « Sécurité », puis sur « Modifier » ;
- Ajoutez un nouvel utilisateur en cliquant sur le bouton « Ajouter » ;
- Dans la zone de texte qui apparaît, écrivez « tout le monde » en respectant la casse ;
- Cliquez sur « Valider » ;
- Sélectionnez ensuite « Contrôle total » ;
- Validez toutes les fenêtres ouvertes en cliquant sur « OK ».

En outre, lors de l'activation du logiciel par code (en version d'évaluation ou en version intégrale), il faut exécuter le logiciel « en tant qu'administrateur » même si l'utilisateur est administrateur. Pour cela :

- Faites un clic droit sur l'application « Geospar.exe » se trouvant dans le répertoire d'installation du logiciel (par défaut : c:\Program Files\GEOS\Geospar)
- Cliquer sur « Exécuter en tant qu'administrateur ».

2. Généralités

2.1 Unités

Les unités à utiliser sont précisées dans les boîtes de dialogue.

Ce sont :

Longueur	-	le m pour les espacements des clous
	-	le cm pour les dimensions de plaque, épaisseur de béton projeté et enrobage
Surface	-	le cm^2 pour les sections d'acier.
Force	-	le kN pour les efforts dans les clous
Contrainte	-	le MPa pour les résistances du béton et de l'acier

Ces unités qui ne sont pas conformes au système SI présentent cependant l'avantage de correspondre à l'usage de la profession.

2.2 Taille maximale du problème

La structure du logiciel impose une limitation sur la taille des données : le nombre d'éléments de discrétisation (de forme carrée) pour le calcul aux différences finies ne doit pas dépasser 75000.

La discrétisation de la plaque impose donc une limitation sur la géométrie du problème :

- du fait que la plaque soit de longueur infinie, le logiciel calcule une période au-delà de laquelle la géométrie de la paroi est identique :
  - o dans le cas d'un maillage de clous alignés verticalement, cette période est égale à l'espacement horizontal ;
  - o dans le cas d'un maillage en quinconce, cette période est égale à l'espacement horizontal divisé par 2 ;
  - o dans le cas d'un maillage quelconque, la période dépend de l'espacement horizontal de chaque lit.

- la taille minimale des éléments verticaux de discrétisation est obtenue en calculant le PGCD, en centimètres entre toutes les distances verticales (distances entre lits, distance entre le haut de la paroi et le premier lit et distance entre le dernier lit et le bas de la paroi).

Une définition trop précise de ces longueurs imposera des calculs matriciels de dimension trop importante, ce qui fera échouer le calcul.

2.3 Description de l'interface

Le logiciel GEOSPAR permet la préparation des données à l'aide de 4 fenêtres (ou menus) :

- les titres du problème pour le cartouche, disponible depuis le menu « **Cartouche** » :

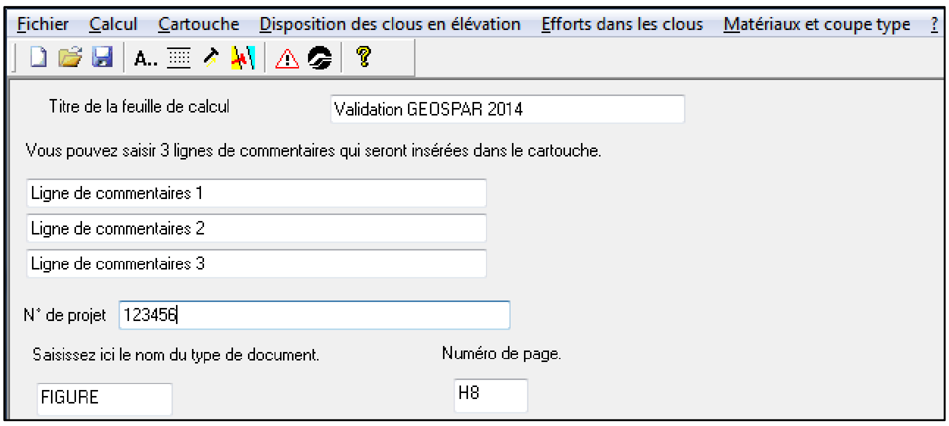


Figure 2 : Menu Cartouche

- l'élévation de la paroi clouée, disponible depuis le menu « **Disposition des clous en élévation** » :

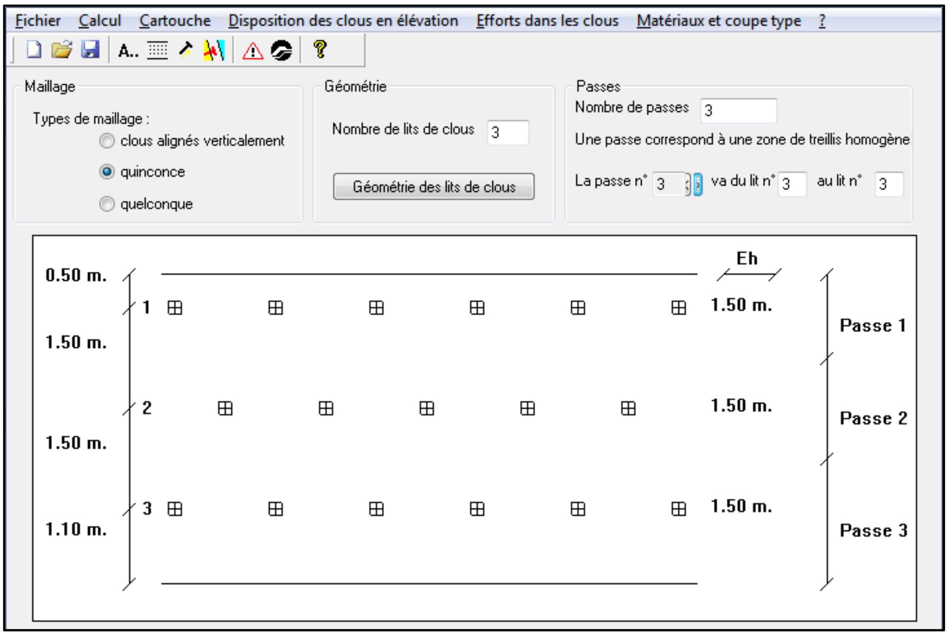


Figure 3 : Menu Disposition des clous

- les efforts dans les clous et l'écrêtage éventuel des moments sur appui, disponible depuis le menu « **Efforts dans les clous** » :

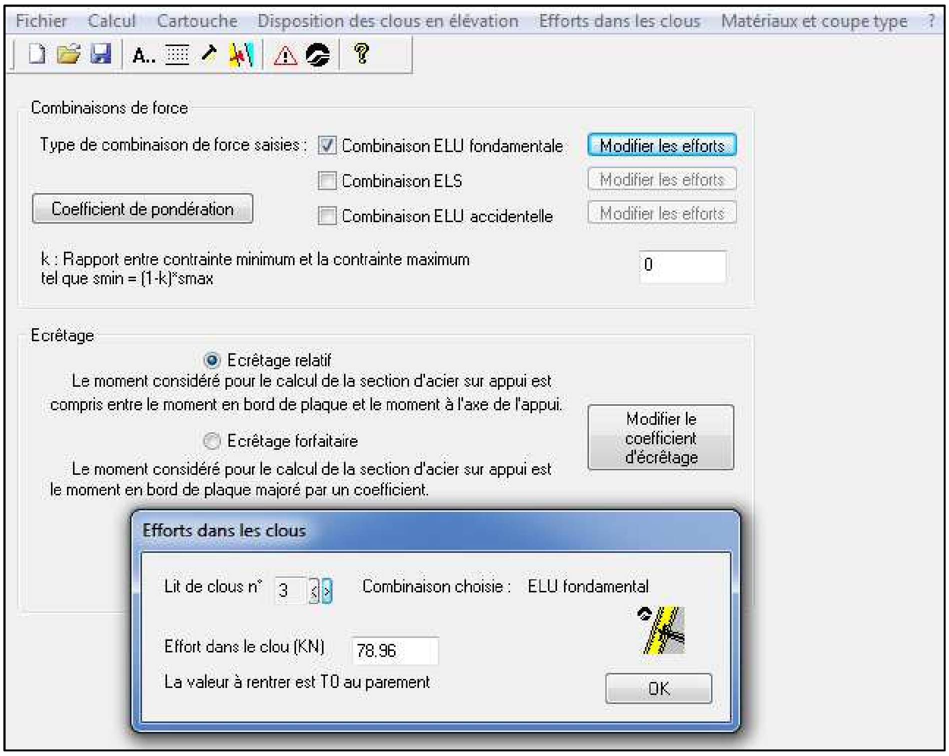


Figure 4 : Menu Efforts

- la coupe type de la paroi clouée avec les caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux constitutifs depuis le menu « **Matériaux et coupe-type** » :

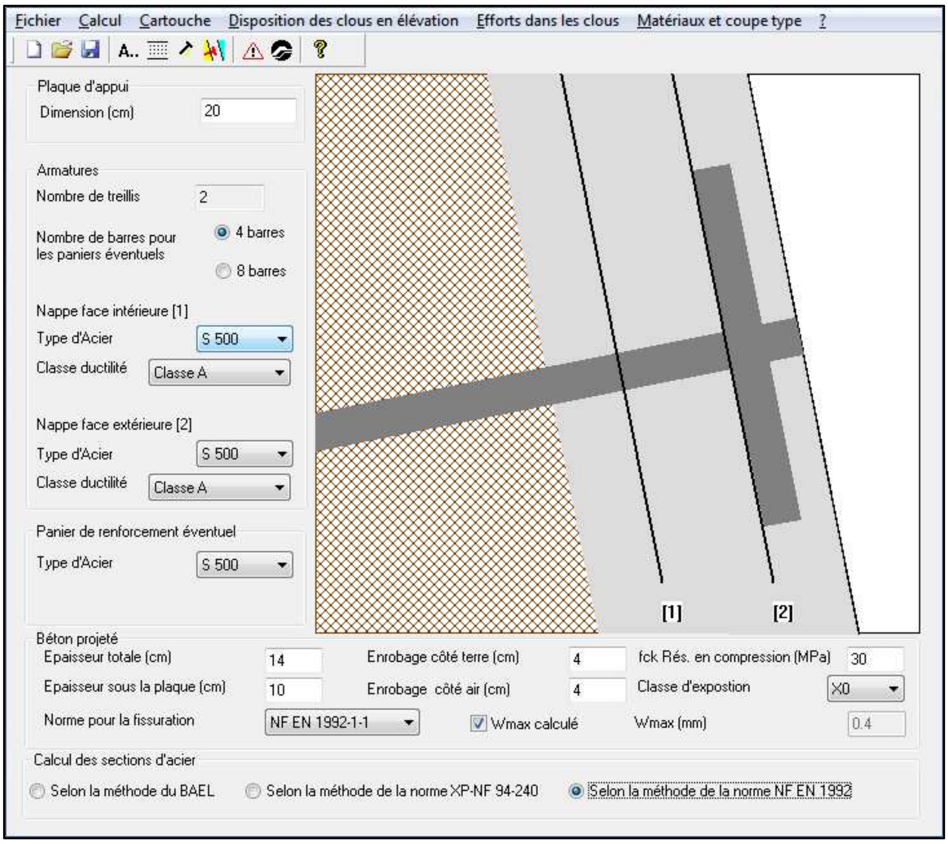


Figure 5 : Menu Matériaux et coupe type

3. Saisie des données

3.1 Le menu « fichier »

Le menu « **Fichier** » permet de réaliser les opérations courantes sur les fichiers de données :

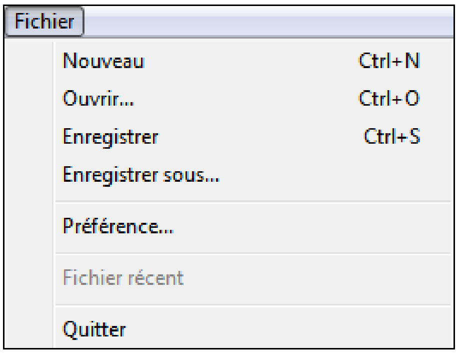


Figure 6 : Menu "Fichier"

- L'option « **Nouveau** » permet de créer un nouveau fichier vierge. Elle est également accessible depuis la barre d'outils (icône)
- L'option « **Ouvrir** » permet d'ouvrir un fichier existant. Elle est également accessible depuis la barre d'outils (icône)
- L'option « **Enregistrer** » permet de sauvegarder le fichier en cours. Elle est également accessible depuis la barre d'outils (icône)
- L'option « **Enregistrer sous** » permet de sauvegarder la progression du fichier en cours depuis la dernière sauvegarde dans un nouveau fichier.

- L'option « **Préférence…** » permet de choisir le logo en format BITMAP (fichier bmp) de votre société pour que celui-ci apparaisse dans le cartouche de la feuille de résultats ;

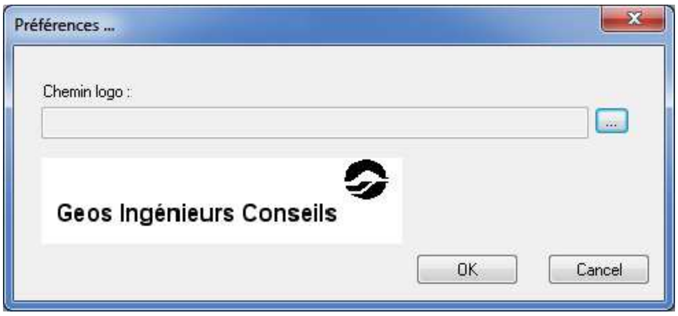


Figure 7 : Menu "Préférences"

- Dans la partie « **Fichier récent** » se trouvent les 5 derniers fichiers que vous avez sauvegardés. Ainsi, vous pouvez ouvrir ces fichiers d'un simple clic sans passer par l'option « Ouvrir ».

- L'option « **Quitter** » permet d'abandonner, avec possibilité d'enregistrement, le fichier courant et de fermer le logiciel GEOSPAR.

3.2 Le menu « cartouche »

L'écran du menu « **Cartouche** », accessible également depuis le bouton **A..** de la barre de raccourcis, donne accès à l'utilisateur aux données se trouvant en bas de la feuille de résultats.
Les figures ci-après montrent comment apparaissent les résultats en fonction des données entrées.
Les limites sont les suivantes :

- 47 caractères pour le titre ;
- 48 caractères pour chaque ligne de commentaires ;
- 13 caractères pour la référence de l'affaire ;
- 8 caractères pour le type de document ;
- 2 caractères pour le numéro de figure.

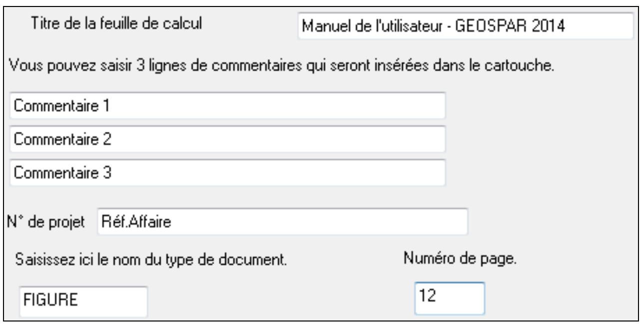


Figure 8 : Saisie du cartouche

Réf.Affaire JJ/MM/AA HH:MM	Manuel de l'utilisateur - GEOSPAR 2014	FIGURE
GEOS INGENIEURS CONSEILS	Commentaire 1 Commentaire 2 Commentaire 3	12- 1

Figure 9 : Visaualisation des données du cartouche

3.3 Le menu « disposition des clous en elevation »

L'écran du menu « **Disposition des clous en élévation** », disponible également depuis le bouton de la barre des raccourcis, permet de donner les caractéristiques géométriques des clous par rapport à la paroi.

3.3.1 *Type de maillage*

Les clous peuvent être définis suivant 3 types de maillage :

- les clous sont alignés verticalement :

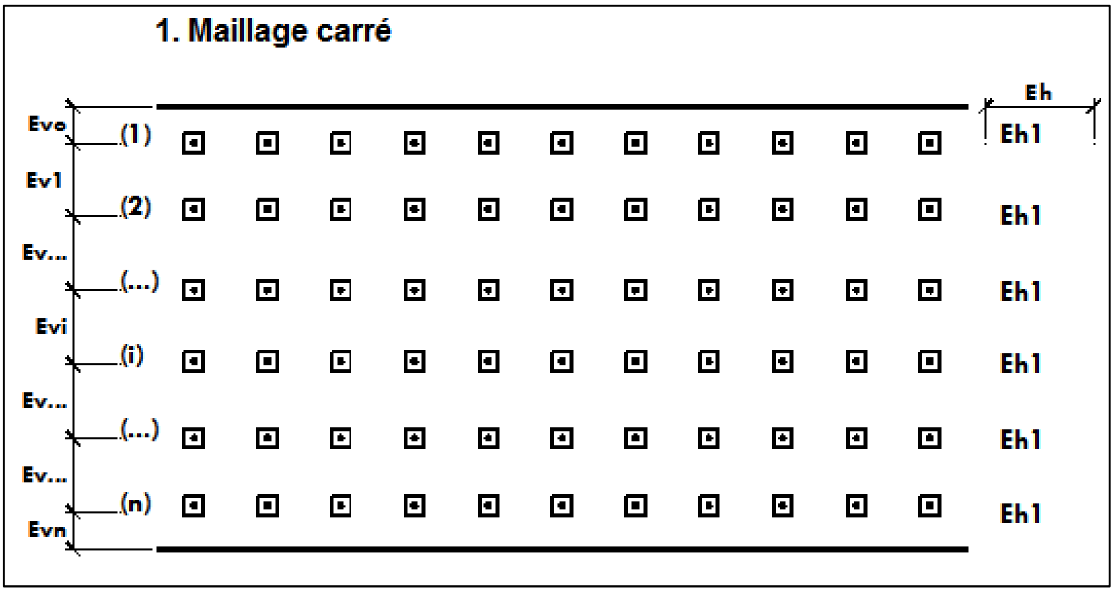


Figure 10 : Maillage - Alignement vertical

- les clous sont en quinconce :

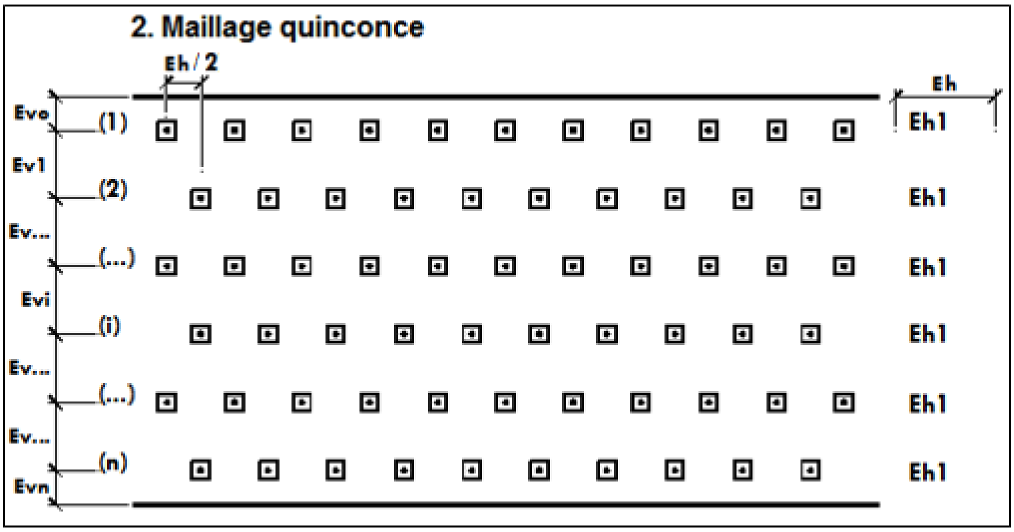


Figure 11 : Maillage : alignement en quinconce

- les clous ont un maillage quelconque :

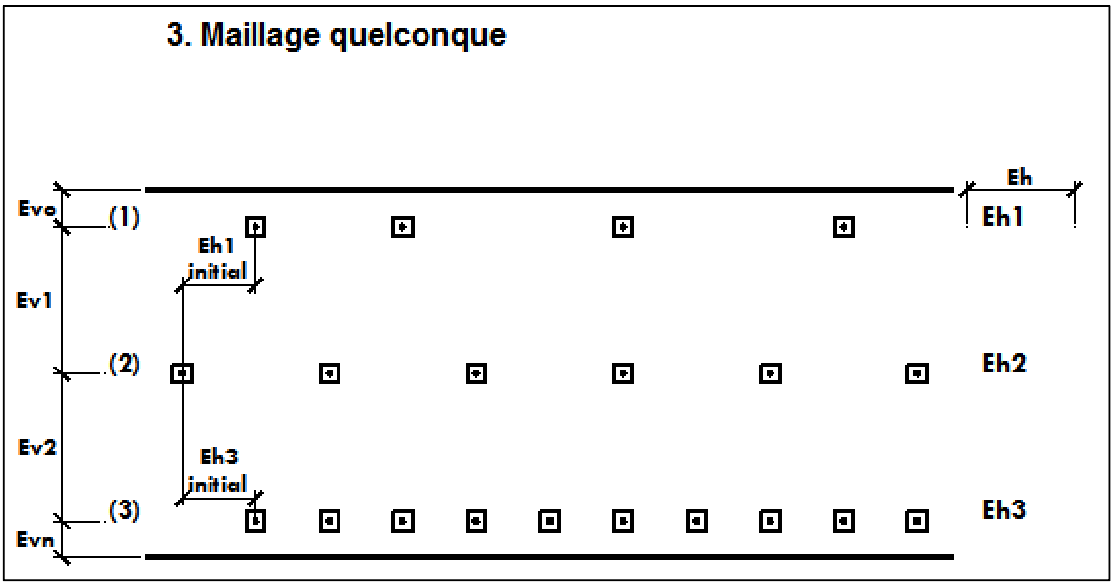


Figure 12 : Maillage - Alignement quelconque

3.3.2 Géométrie

Cette rubrique consiste à rentrer les valeurs d'espacements horizontaux et verticaux de chaque lit de clous. Entrez le nombre de lits de clous de la paroi dans la zone de texte appropriée, puis cliquez sur le bouton « **Géométrie des lits de clous** ». La boîte de dialogue ci-dessous apparaît.

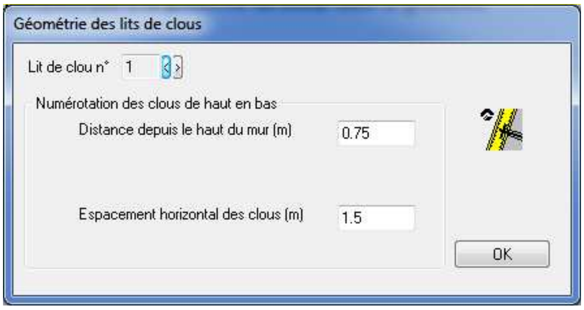


Figure 13 : Saisie de la géométrie des clous

- Entrez, pour le premier lit de clous, la distance entre le haut de la paroi et ce lit de clous, ainsi que l'espacement horizontal général (maillage carré ou en quinconce) ou propre à ce lit (maillage quelconque) et le décalage horizontal initial (maillage quelconque).
- Naviguez entre les lits avec les boutons fléchés < **et** >.
- Entrez, pour chaque lit intermédiaire, la distance depuis le lit précédent, et, le cas échéant, le décalage horizontal initial et l'espacement horizontal du lit (maillage quelconque).
- Pour le dernier lit, entrez la distance depuis le lit précédent et la distance jusqu'en bas de la paroi, ainsi que, le cas échéant, le décalage horizontal initial et l'espacement horizontal du dernier lit (maillage quelconque).
- Validez en cliquant sur le bouton « **OK** »

3.3.3 *Passes*

Les passes définissent les hauteurs sur lesquelles les armatures sont homogènes. Elles sont définies sur toute la hauteur de la paroi et s'interrompent entre les lits de clous.

- Entrez le nombre de passes dans la zone appropriée
- Pour chaque passe, définissez ensuite au-dessus de quel lit démarre la passe et en dessous duquel elle se termine.
- Naviguez entre les passes avec les boutons fléchés < **et** >.
- La première passe démarre forcément avant le premier lit et la dernière passe se termine forcément après le dernier lit.

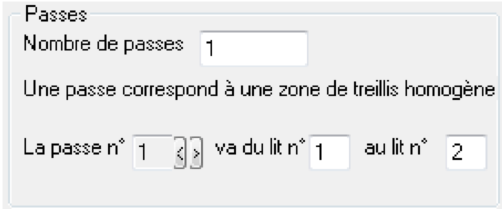


Figure 14 : Saisie des passes homogènes

3.4 Le menu « efforts dans les clous »

L'écran du menu « **Efforts dans les clous** », disponible également depuis le bouton de la barre des raccourcis, permet de donner les efforts dans les clous, déterminés à partir d'un calcul de stabilité type GEOSTAB.

3.4.1 *Rappel des sorties GEOSTAB*

Lorsque l'option du calcul des efforts dans les clous est activée dans le logiciel GEOSTAB 2013 (ou ultérieur), les résultats sont complétés par 5 lignes supplémentaires qui donnent par clou :

- l'effort T_{MAX} strictement nécessaire sur toutes les surfaces de rupture pour obtenir le facteur de sécurité visé.
- l'effort T_0 appliqué sur le parement et déduit de T_{MAX} en minorant ce dernier des forces de frottement entre le parement et la surface de rupture calculée.
- l'effort T_1 strictement nécessaire dans l'axe du clou pour que le poids du parement soit repris par frottement sur le sol (condition de non-glissement du parement).
- l'effort T_2 strictement nécessaire pour que le parement puisse reprendre les efforts de poussée selon un diagramme défini par l'utilisateur.
- le maximum des efforts T_0, T_1 et T_2 décrits ci-avant.

N°	Xc	Yc	R	Fs	Fso	CL1 trac.	CL2 trac.	CL3 trac.	CL4 trac.	CL5 trac.	CL6 trac.	Σ trac.
1	18.080	19.450	21.780	1.501	1.391	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	114.35	114.35
2	18.770	16.610	19.120	1.501	1.402	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	101.88	101.88
3	17.930	19.480	21.830	1.501	1.385	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2.9600	117.89	120.85
4	18.620	16.620	19.160	1.501	1.395	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	4.1300	105.85	109.98
5	17.790	19.510	21.880	1.502	1.380	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	7.0600	121.46	128.52
6	18.470	16.630	19.200	1.503	1.388	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	8.6400	109.83	118.47
7	18.220	19.430	21.730	1.504	1.397	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	110.82	110.82
8	18.320	16.650	19.240	1.504	1.381	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13.170	113.84	127.01
9	17.640	19.540	21.930	1.504	1.374	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.180	125.03	136.21
10	18.910	16.590	19.080	1.504	1.409	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	97.940	97.940
Efforts maximums dans les clous (FS = 1.5) :						28.806	29.637	140.97	166.88	130.44	185.26	682.00
Efforts T0 (FS = 1.5) :						0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	43.406	117.08	160.48
Efforts T1 (FS = 1.5) :						34.463	34.463	2.7381	2.7381	2.7381	21.189	98.330
Efforts T2 (FS = 1.5) :						55.364	118.00	118.26	118.26	117.87	54.496	582.25
Maximums T0,T1, T2 :						55.364	118.00	118.26	118.26	117.87	117.08	

Figure 15 : Visualisation - Résultats GEOSTAB

Les efforts à rentrer dans GEOSPAR 2014 correspond au maximum des efforts T_0, T_1 et T_2.

Attention : *dans les versions précédentes du logiciel GEOSPAR, l'effort à rentrer correspondait à T_{MAX} ; le logiciel calculait automatiquement T_0 en fonction des espacements horizontaux et verticaux des clous selon les recommandations CLOUTERRE §4.2 (cf. § 4.4.3 des considérations théoriques).*

3.4.2 Combinaisons de force

3.4.2.1 Saisie des efforts dans les clous

Sélectionnez la case à cocher correspondant au(x) état(s)-limite(s) étudié(s) qui a (ont) permis d'obtenir les efforts dans les clous. Pour chaque état-limite, cliquez ensuite sur le bouton « **Modifier les efforts** »

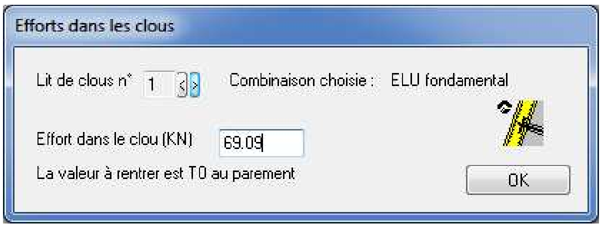


Figure 16 : Saisie des efforts

- Entrez, pour chaque lit de clous, la valeur de l'effort dans le clou au niveau du parement, selon l'état-limite calculé.

- Naviguez entre les lits de clous avec les boutons fléchés < **et** >.

- Validez en cliquant sur le bouton « **OK** ».

3.4.2.2 Coefficient de pondération ELU/ELS

Pour les cas où les efforts à l'Etat Limite de Service ne sont pas renseignés, le logiciel demande un coefficient minorateur entre ELU et ELS afin de pouvoir procéder aux vérifications de non-fragilité, en fonction des critères de fissuration.

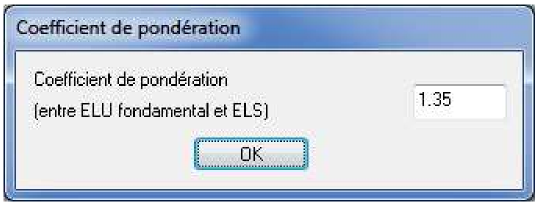
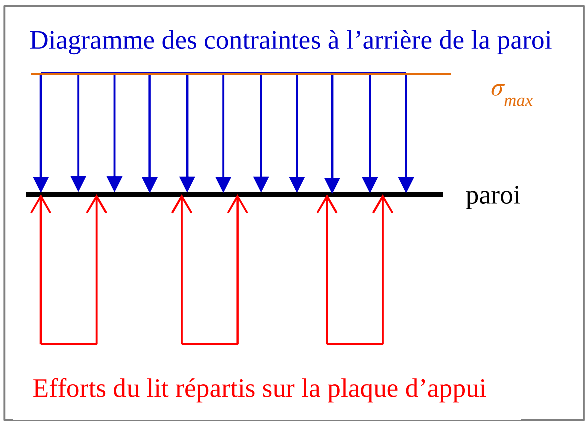


Figure 17 : Saisie des coefficients de pondération

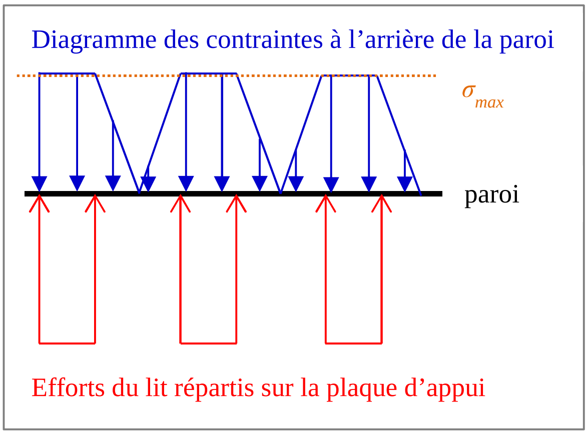
3.4.2.3 Rapport entre contrainte maximum et contrainte minimum

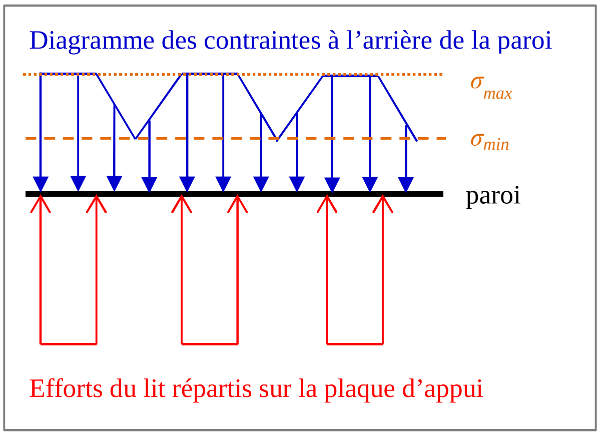
Il s'agit du coefficient de proportionnalité k permettant de modifier la forme du diagramme des contraintes à l'arrière de la paroi. En fonction de la valeur de k retenue, la répartition des efforts suit l'un des 3 schémas (représentant une coupe longitudinale de la paroi) ci-dessous :



- **si k = 0**, $\sigma_{min} = \sigma_{max}$ et la répartition par bandes imposée par CLOUTERRE et implémentée dans les anciennes versions de GEOSPAR est reproduite. Pour un lit de clous donné, la répartition des efforts suit alors le schéma ci-contre (coupe longitudinale de la paroi selon une section horizontale).

- **si k = 1**, σ_{min} = 0 et la répartition des contraintes à l'arrière de la paroi devient pyramidale avec une contrainte nulle en milieu de travée.





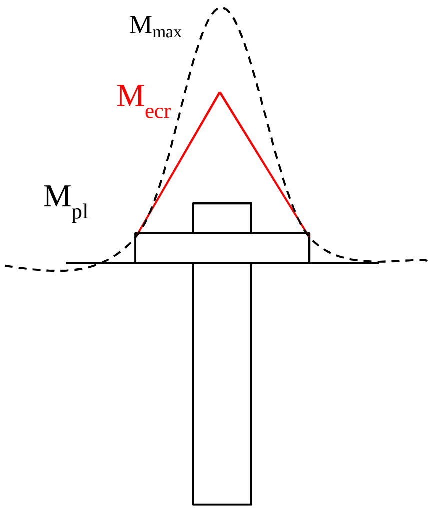
- **si 0 < k < 1**, σ_{min} = (1-k) σ_{max} et la répartition des contraintes à l'arrière de la paroi devient pyramidale avec une contrainte non-nulle en milieu de travée.

3.4.3 *Ecrêtage des moments*

La reprise des efforts dans les clous sur des surfaces de plaques relativement faibles peut amener à des valeurs de moments sur appui très élevées. Il est possible dans GEOSPAR d'écrêter les moments sur appui de deux manières :

- Ecrêtage forfaitaire : le moment sur appui écrêté M_{ecr} est déterminé à partir du moment calculé en bord de plaque M_{pl}, majoré par un coefficient variant de 1 à 2.
  $M_{ecr} = (1+x\%) \cdot M_{pl}$.

- Ecrêtage relatif : le moment sur appui écrêté M_{ecr} est déterminé par interpolation linéaire entre le moment calculé en bord de plaque M_{pl} et le moment « non écrêté » calculé sur appui M_{max}.
  $M_{ecr} = M_{max} + (M_{pl} - M_{max}) \cdot x\%$.



Dans les deux cas, la valeur de x%, comprise entre 0 et 100 est la valeur entrée par l'utilisateur.

3.5 Le menu « matériaux et coupe-type »

L'écran du menu « **Matériaux et coupe-type** », disponible également depuis le bouton de la barre des raccourcis, permet de donner les caractéristiques géométriques de la coupe et mécaniques des matériaux constitutifs du parement. La vue en coupe évolue au fur et à mesure que les données géométriques sont entrées.

3.5.1 *Plaques d'appui*

Entrez dans la boîte de dialogue appropriée la dimension des plaques d'appui considérées comme carrées.

3.5.2 *Armatures et paniers de renforcement éventuels*

3.5.2.1 *Nombre de treillis*

Choisissez à l'aide des boutons fléchés < et > le nombre de treillis à mettre en œuvre dans la paroi (1 ou 2 ; obligatoirement 2 si le calcul est réalisé selon la NF EN 1992)

3.5.2.2 *Nombre de barres pour les paniers de renforcement éventuels*

Choisissez ensuite le nombre de barres (4 ou 8) qui pourraient constituer un panier de renforcement si le calcul vis-à-vis du poinçonnement montre que celui-ci est nécessaire.

3.5.2.3 *Caractéristiques mécaniques des aciers de renforcement et des paniers de renforcement*

Entrez, pour chaque treillis [1] et/ou [2], la limite d'élasticité des armatures (ou choisissez-la dans le cas de calculs selon la NF EN 1992), ainsi que leur adhérence (ou leur ductilité – NF EN 1992).

3.5.3 *Calcul des sections d'acier*

Le choix porte sur trois règlementations de calcul : le BAEL, la norme XP P 94-240 et les normes NF EN 1992-1-1 et 1992-2, dites « Eurocode 2 ». Choisissez la règle de dimensionnement en cliquant sur le bouton correspondant.

3.5.4 *Béton projeté*

Renseignez les caractéristiques géométriques de la coupe (épaisseurs de béton et sous la plaque ; enrobage des armatures) selon les désignations définies sur le schéma ci-dessous :

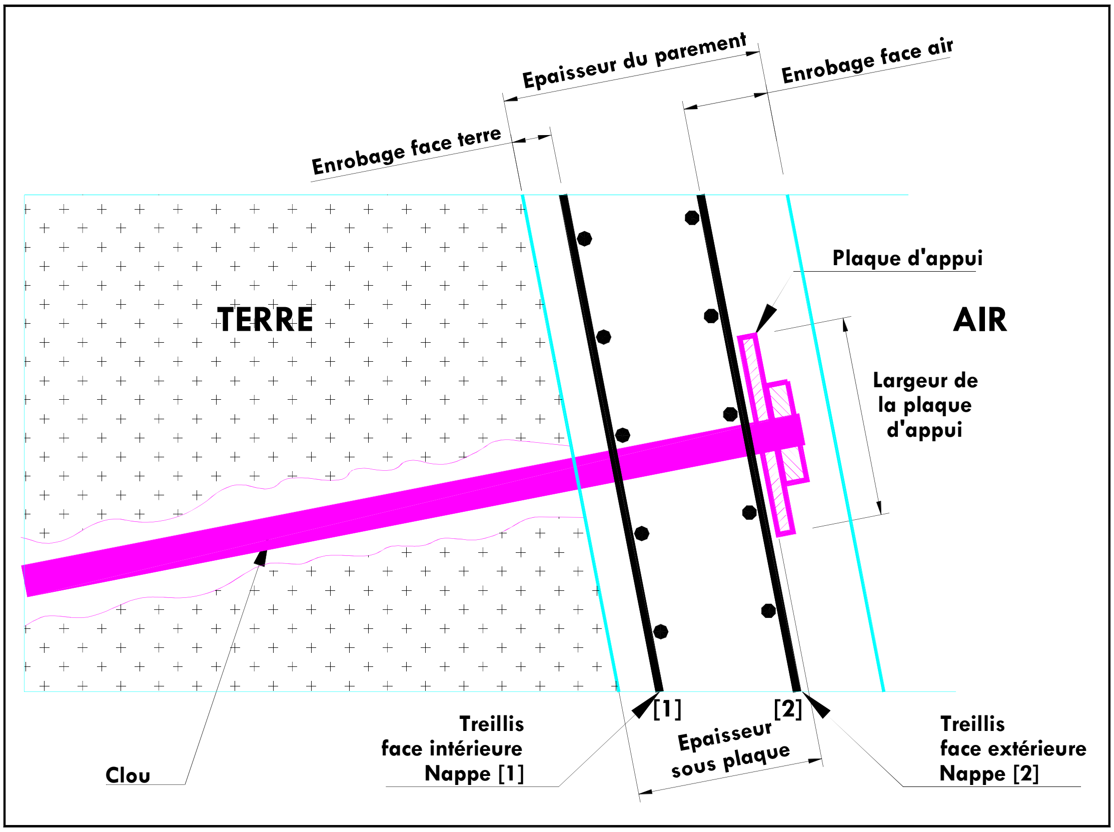


Figure 18 : Béton projeté - Caractéristiques à renseigner

Si la règle de dimensionnement retenue est le BAEL ou la norme XP P 94-240, entrez dans les zones de texte appropriées les valeurs de résistance en compression du béton f_{c28} et la pression limite du sol à l'arrière du parement pour la vérification au poinçonnement. Choisissez enfin le type de fissuration considérée.

Si la règle de dimensionnement retenue est l'Eurocode 2, entrez la résistance en compression caractéristique du béton f_{ck}, ainsi que la valeur limite d'ouverture des fissures w_{max}, soit en choisissant la classe d'exposition et la norme appliquée (*NF EN 1992-1-1 ou NF EN 1992-2 ; w_{max} étant déterminé à partir des tableaux des sections 7.1 des annexes nationales de ces normes*) en laissant la case « **w_{max} calculé** » cochée, soit en décochant cette case et en entrant directement la valeur de w_{max}.

4. Vérification des données et calculs

4.1 Vérification des données

En cours de modifications des données, il est possible de vérifier que les données saisies ne comportent pas d'erreur. Pour cela, cliquez sur le sous-menu « **Tester les données** » disponible depuis le menu « **Calcul** », ou sur le bouton de la barre de raccourcis. Un message s'affichera vous indiquant les erreurs éventuelles de données contenues dans le fichier.

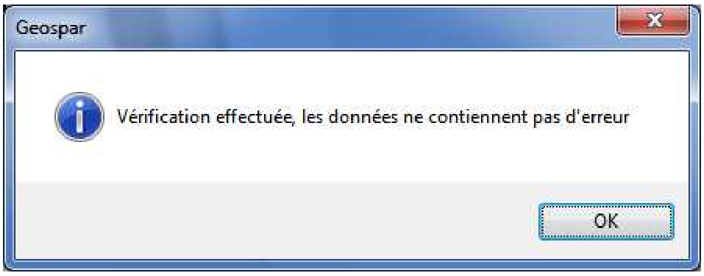


Figure 19 : Vérification des données

4.2 Lancement du calcul

L'exécution du calcul se fait en cliquant sur le sous-menu « **Lancer le calcul** » disponible depuis le menu « **Calcul** », ou sur le bouton de la barre de raccourcis. Une sauvegarde des données est proposée avant le lancement du calcul dans le cas où des modifications ont été apportées.



Figure 20 : Lancement / Enregistrement

4.3 Echec du calcul : visualisation du fichier résultats

Dans le cas où le calcul n'aboutit pas, le message suivant apparaît :

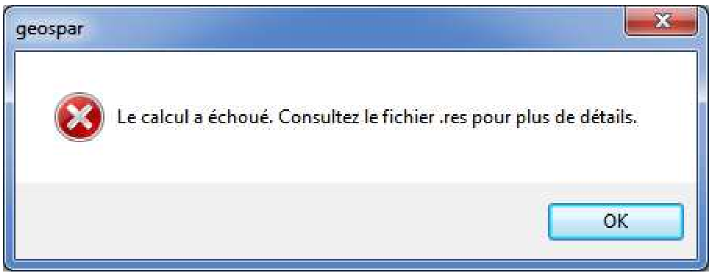


Figure 21 : Echec du calcul

En parcourant le fichier résultats jusqu'à la fin, disponible depuis le sous-menu « **Visualiser le fichier résultats** » du menu « **Calcul** », le logiciel explicite quelles erreurs ont été rencontrées au cours du calcul.

5. Résultats

Une fois le calcul terminé, le logiciel bascule automatiquement vers l'écran de visualisation des résultats. Chaque menu de cet écran est détaillé dans les paragraphes ci-dessous :



Figure 22 : Barre de menus de la partie résultats

5.1 Menu « Données »

Cette page récapitule l'ensemble des données entrées, ainsi que les calculs de flexion pour la première passe.

5.2 Menu « Armatures »

Cette page donne les résultats des autres calculs de la première passe, ainsi que tous les résultats des autres passes.

5.3 Menus « Moments selon X » et « Moments selon Y »

Ces pages donnent, pour chaque direction, les iso-valeurs des moments suivant une vue en élévation, ainsi que suivant deux coupes donnant les moments les plus importants sur appuis et en travée. Les valeurs des moments sur appuis écrêtés et non-écrêtés sont également données.

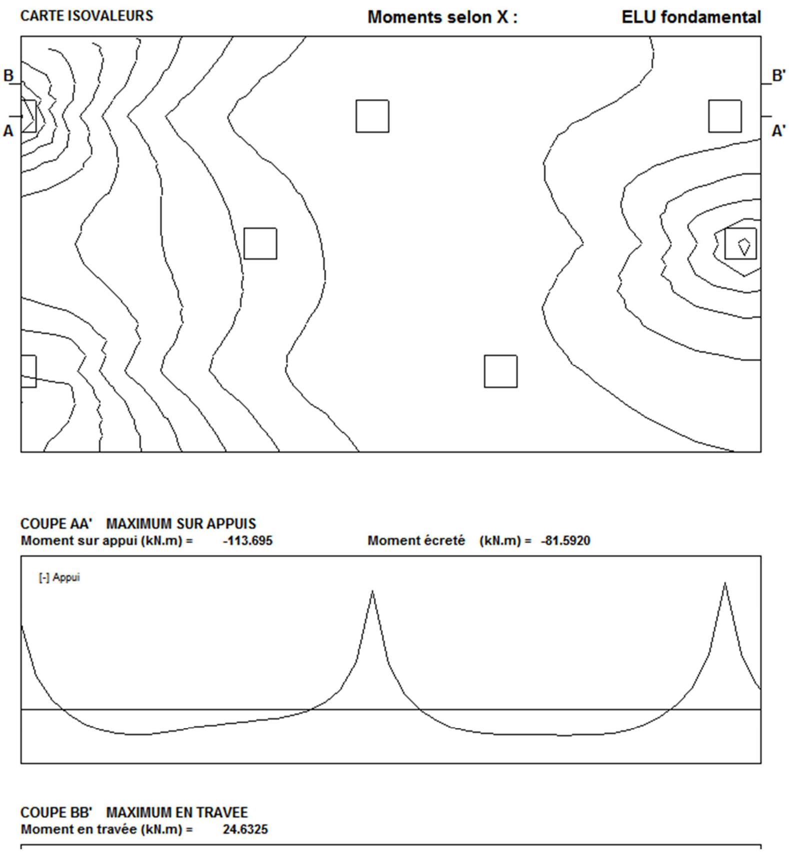


Figure 23 : Exemple de résultats des moments selon X

5.4 Menu « Page »

Ce menu permet de configurer les options d'impression et d'imprimer les résultats.

Le réglage des marges, du zoom et des dimensions de la page se fait depuis le sous-menu « **Mise en page** »

La visualisation de la page active avant l'impression se fait depuis le sous-menu « **Aperçu avant impression** ».

L'impression de la page active se fait depuis le sous-menu « **Imprimer document courant** ».

L'impression de toutes les pages s'effectue en cliquant sur le sous-menu « **Tout imprimer** ».

L'exportation des résultats via un fichier .bmp se fait depuis le sous-menu « **Exporter le graphique** » :

- soit en la copiant avec le sous-menu « **Dans le presse-papier** » et en la collant dans votre rapport ;
- soit en l'enregistrant en tant qu'image avec le sous-menu « **Dans un fichier BMP** »

5.5 Menu « Quitter »

C'est le menu qui permet de basculer vers les écrans de saisie des hypothèses de calcul.

CONSIDERATIONS THEORIQUES

6. Calcul des déformées

6.1 Equation générale

Il est supposé que le parement soumis à la réaction du sol et aux forces des têtes de clous réparties sur les plaques d'appui se comporte comme une plaque chargée transversalement en petites déformations. Les nœuds du parement qui se situent au niveau des clous sont considérés à déplacement nul.

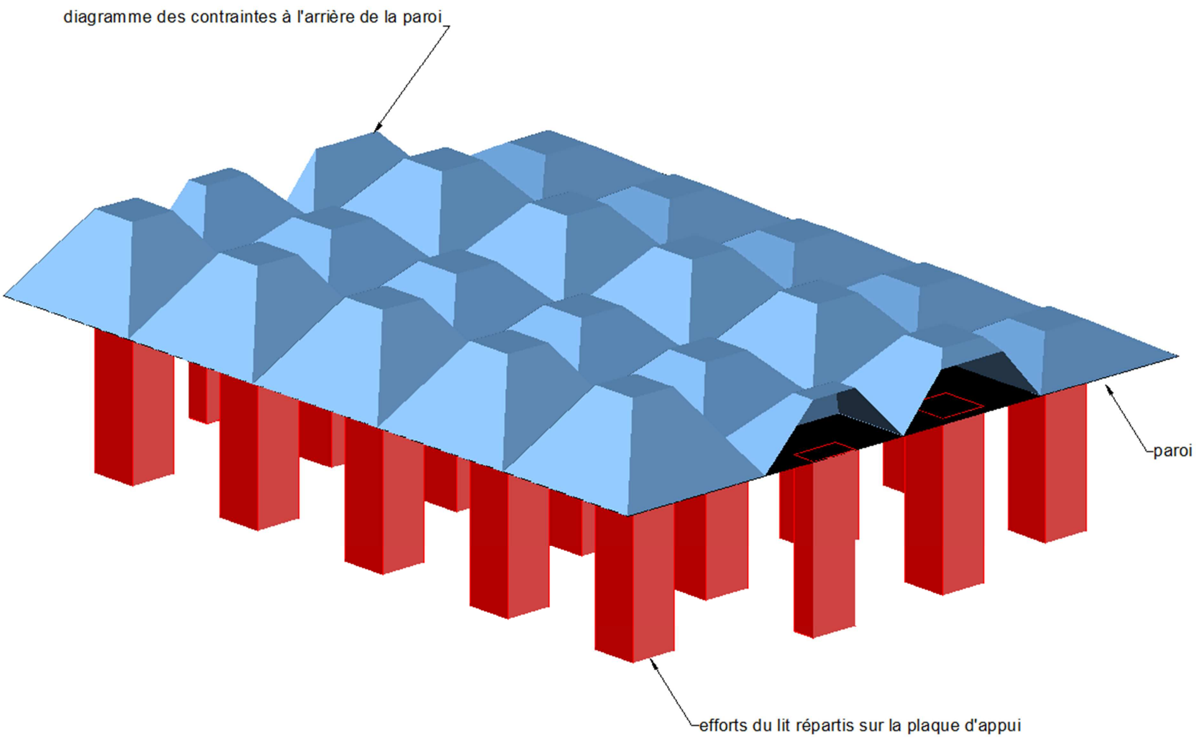


Figure 24 : Modélisation du parement

L'équation différentielle d'équilibre s'écrit :

$$\frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} = \frac{q}{D} \quad (1)$$

Soit

$$\Delta\Delta W = \frac{q}{D} \quad (2)$$

Avec :

- Δ : l'opérateur Laplacien
- W : déplacement normal au parement
- q : intensité de la charge normale au parement
- $D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$

Note : le coefficient de Poisson ν du béton est pris égal à 0 pour le calcul des sollicitations. [1]

[1] « Conception et calcul des structures – 2 » - THONIER (1993) §6.2.2 ; pages 473 et 478,

Sous forme de différences finies, l'équation (1) s'écrit :

$$\frac{1}{\lambda^4}\left[\begin{array}{c}\left(W_{i-2,j}+W_{i+2,j}+W_{i,j+2}+W_{i,j-2}\right)+\\ 2\left(W_{i+1,j+1}+W_{i-1,j-1}+W_{i+1,j-1}+W_{i-1,j+1}\right)-\\ 8\left(W_{i-1,j}+W_{i,j+1}+W_{i,j-1}+W_{i+1,j}\right)+\\ +20\left(W_{i,j}\right)\end{array}\right]=\frac{q_{i,j}}{D} \qquad (3)$$

Avec $q_{i,j}$ la densité de charge en chaque point. Les pondérateurs sont présentés dans le tableau ci-dessous.

	i-2	**i-1**	**i**	**i+1**	**i+2**
j+2			1		
j+1		2	-8	2	
j	1	-8	20	-8	1
j-1		2	-8	2	
j-2			1		

Figure 25 : Pondération de la densité de charge

6.2 Conditions aux limites

L'équation générale ci-dessus est valable pour les nœuds « courants ». Elle est adaptée aux « conditions aux limites » : bords libres, symétries éventuelles et appuis, constitués par les têtes de clous.

	i-2	i-1	i	i+1	i+2
j+4			1		
j+3			-2*(3-ν)	2*(2-ν)	
j+2					
j+1			2*(3-ν)	-2*(2-ν)	
j			-1		
j-1					
j-2					
j-3					
j-4					

Figure 26 : Exemple de pondérateur lorsque le point se situe en bas à gauche de la paroi

7. Calcul des moments

Après résolution de l'équation (3), les moments M_x et M_y se calculent par:

$$\begin{pmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{pmatrix} = D \begin{pmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \frac{\partial^2 W_x}{\partial x^2} \\ \frac{\partial^2 W_y}{\partial y^2} \\ \frac{\partial^2 W_{xy}}{\partial x \cdot \partial y} \end{pmatrix}$$

Par ailleurs, le terme croisé M_{xy} n'est pas intégré dans la suite des calculs.

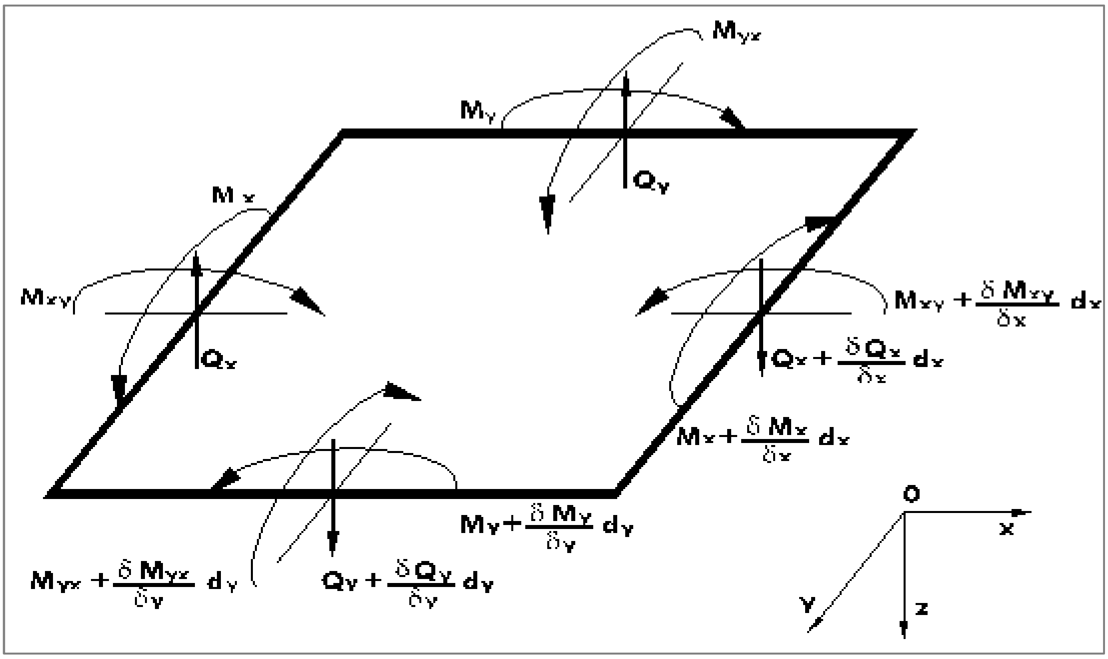


Figure 27 : Equilibre d'un élément de plaque

Note : Dans les cas où les moments apportés par les efforts des clous répartis sur les plaques d'appui sont prépondérants par rapport aux moments apportés par le sol, le calcul est relancé sans considérer les efforts sur les plaques.

8. Dimensionnement selon le BAEL

8.1 Généralités

En accord avec les Recommandations Clouterre 1991, le calcul du parement se fait aux ELU. Les tractions T_0 en tête des clous (issues de T_{MAX}) et les pressions du sol sur le parement sont alors considérées comme des actions extérieures permanentes s'exerçant sur le parement.

Dans la mesure où les calculs de stabilité du massif en sol cloué sont réalisés aux ELU, il n'y a pas lieu d'appliquer de coefficient majorateur $\gamma = 1.35$ sur les valeurs obtenues à partir de ces derniers.

Pour les murs en sol cloué temporaires ou permanents, les calculs de béton sont menés aux ELU et aux ELS. A défaut de calcul de stabilité du massif en sol cloué à l'ELS, les valeurs de T_{MAX} à l'ELS sont supposées égales à :

$$T_{MAX,ELS} = \frac{T_{MAX,ELU}}{1.35}$$

8.2 Détermination des efforts en tête des clous

En accord avec les Recommandations Clouterre 1991, il est admis que le torseur des efforts à la liaison clou-parement se réduit à un effort axial de traction T_0.

La valeur de T_0 est déduite de celle de l'effort maximum de traction T_{MAX} mobilisable sur la surface de rupture potentielle la plus critique en considérant une valeur unique pour le rapport T_0/T_{MAX} dans le mur.

Les valeurs de T_{MAX} à l'ELU dans chaque lit de clous pour les 10 surfaces de rupture potentielles les plus critiques sont données directement dans la feuille de résultats de GEOSTAB, comme explicité au paragraphe 7.1.

8.3 Pression des terres sur le parement

En accord avec les Recommandations Clouterre 1991, la pression locale du sol p est supposée uniforme et a pour valeur :

$$p = \frac{T_0}{e_h \cdot e_v}$$

Avec :

e_h espacement horizontal des clous
e_v espacement vertical des clous
$T_0 =$ T_{MAX} x C
$C = 0.5 + \frac{S-0.5}{5}\ avec\ 0.6 \leq C \leq 1.0$
S = MAX [e_v ; e_h]

Nota : En accord avec les Recommandations Clouterre 1991 :

1. Sauf cas particulier, le parement est dimensionné avec des valeurs de T_{MAX} correspondant à la phase finale de l'ouvrage et il n'est pas fait de dimensionnement du parement en phase d'excavation.

2. Pour tenir compte des concentrations de la pression des terres p sur le parement autour des clous, la justification au poinçonnement du parement est faite avec des valeur de T_0 telles que T_0/T_{MAX} = 1 quel que soit le maillage.

8.4 Vérification vis à vis de la flexion

D'une façon générale, le dimensionnement du parement vis à vis de la flexion doit être effectué :

- au droit des appuis pour les moments maximums M_{AX} et M_{AY} dimensionnant les armatures de la nappe contre terre ;
- en travée pour les moments maximums M_{TX} et M_{TY} dimensionnant les armatures de la nappe côté extérieur.

Ces moments maximums, notés génériquement M_u, ont été déterminés lors de la phase de calcul précédente.

8.4.1 Calcul à l'Etat Limite Ultime (ELU)

Le moment réduit μ s'exprime par

$$\mu = \frac{M_u}{d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec :

- d = épaisseur utile de la paroi ;
- $f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$
- θ = 1 (durée d'application de la combinaison d'actions supérieure à 1 heure ; BAEL 91 - §A.4.3.41)
- γ_b :
  - o γ_b = 1.5 en combinaisons fondamentales
  - o γ_b =1.15 en combinaisons accidentelles
- f_{cj} est pris égal à f_{c28}.

Le coefficient d'équivalence α est donné par la relation :

$$\alpha = \frac{119}{99}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{594}{289}\mu}\right)$$

Il est défini à une épaisseur z de la paroi, telle que :

$$z = d\left(1 - \frac{99}{238}\alpha\right)$$

Le moment réduit limite μ_l est donné par :

- μ_l = 0.4767 - 0.000210 f_e en combinaison fondamentale
- μ_l = 0.4733 - 0.000217 f_e en combinaison accidentelle.

Avec f_e la limite élastique de l'acier.

La section d'acier A_s en est déduite par les relations suivantes :

$$Si\ \mu < \mu_l\ ;\ A_s = \frac{M_u}{z \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$Si\ \mu > \mu_l\ ;\ A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s}$$

Avec :

γ_s = 1.15 ;

$$Si\ 0 < \varepsilon_s < \varepsilon_1\ ;\ \sigma_s = \frac{f_e \cdot \varepsilon_s}{\gamma_s \cdot \varepsilon_1}$$

$$Si\ \varepsilon_s > \varepsilon_1\ ;\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$$\varepsilon_s = \frac{1-\alpha}{\alpha} \cdot 3.5‰$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

E_s : module d'Young de l'acier, pris égal à 210 GPa.

Nota : Si $\mu > \frac{289}{594} = 0.4865$, il y a impossibilité de calcul. Il faut augmenter l'épaisseur de béton.

8.4.2 Calculs à l'Etat Limite de Service (ELS)

La valeur de σ_s dépend du type de fissuration :

- peu préjudiciable : le calcul à l'ELS n'est pas dimensionnant
- préjudiciable : $\sigma_s = \min\left[\frac{2}{3} \cdot f_e \,; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right]$
- très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left[0.5 \cdot f_e \,; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right]$

Avec :

- η : coefficient de fissuration, pris égal à :
  - 1.0 pour les ronds lisses
  - 1.6 pour les armatures à haute adhérence

- f_{tj} : résistance caractéristiques à la traction du béton, défini par la relation (en MPa) :
  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{cj}$

En posant $\beta = \frac{M_u}{d^2}$, le calcul de section revient à résoudre $\alpha^3 - 3 \cdot \alpha^2 - \frac{90 \cdot \beta}{\sigma_s}\alpha + \frac{90 \cdot \beta}{\sigma_s} = 0$

L'épaisseur z est alors calculée telle que $z = d\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)$.

La contrainte dans le béton σ_b vaut alors : $\sigma_b = \frac{\alpha \cdot \sigma_s}{15 \cdot (1-\alpha)}$ et la section d'acier A_s est déduite : $A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s}$.

Note : dans le cas d'un calcul au BAEL, GEOSPAR donne automatiquement la section d'acier la plus importante parmi les 2 vérifications précédentes (ELU et ELS).

8.5 Vérification vis à vis du poinçonnement (ELU)

8.5.1 Equations générales

Selon le BAEL 91/A. 5.2, 42, la condition de non poinçonnement est vérifiée et donc aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0.045 \cdot uc \cdot h \cdot f_{cj} / \gamma_b$$

Avec :

- Q_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime,
- h : l'épaisseur totale de la dalle,
- u_c : le périmètre du contour défini dans le BAEL §A.3.2.5 au niveau du feuillet moyen.
- f_{cj} : la résistance en compression du béton à j jours pris égal à f_{c28} dans les calculs.

Le périmètre est évalué comme indiqué sur la figure ci-dessous :

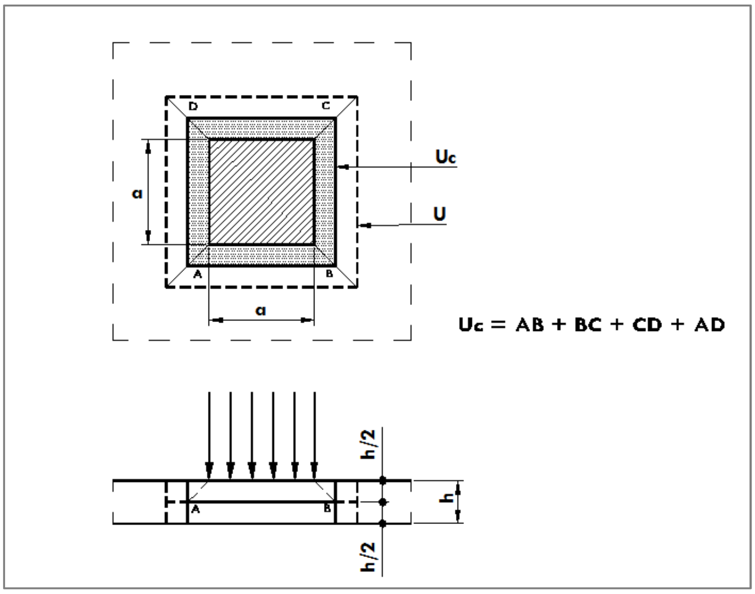


Figure 28 : Définition du périmètre

Nota : Cette limite ne tient pas compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferraillage horizontal. Elle peut être portée à :

$$Q_u = (0.05 + 1.5 \cdot \rho_l) \cdot \frac{d \cdot u_c}{\gamma_b} \cdot f_{cj}$$

Avec :

- ρ_l : pourcentage moyen d'armatures horizontales $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}}$
- d : hauteur utile

et en bornant supérieurement ρ_l à 0.015.

γ_b vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et
γ_b vaut 1.15 pour les combinaisons accidentelles (BAEL 91/A.4.3,41)

Si la condition ci-dessus n'est pas satisfaite, quatre solutions définies dans les paragraphes ci-dessous sont possibles.

8.5.2 Mouchoirs de renforcement vis à vis du poinçonnement

Le problème consiste alors à rechercher la section d'acier à mettre en œuvre en complément du treillis contre terre au droit de l'appui sans modifier la largeur a de la plaque a, ni l'épaisseur h de béton sous la plaque de telle façon que l'égalité précédente soit vérifiée, ce qui, tous calculs faits conduit à :

$$A_s = \frac{d}{1.5}\left(\frac{Q_u \cdot \gamma_b}{f_{cj} \cdot u_c \cdot d} - 0.05\right)$$

Cette solution ne peut être adoptée que si A ≤ 0.015d

8.5.3 Augmentation de la largeur de la plaque d'appui

Le problème consiste alors à rechercher la largeur a de la plaque carrée, sans modifier h, de telle façon que l'inégalité générale soit vérifiée, ce qui, tous calculs faits conduit à :

$$A_{min} = \frac{Q_u \cdot \gamma_b}{0.18 \cdot f_{cj} \cdot h} - h$$

8.5.4 Augmentation de l'épaisseur sous la plaque d'appui

Le problème consiste alors à recherche l'épaisseur h sous la plaque sans modifier sa largeur a de telle façon que l'inégalité générale soit vérifiée, ce qui tout calculs faits conduit à :

$$h_{min} = \frac{-a + \sqrt{a^2 + \frac{Q_u \cdot \gamma_b}{0.045 \cdot f_{cj}}}}{2}$$

8.5.5 Reprise des efforts de poinçonnement par des « armatures en bateau » ou paniers de renforcement »

Le problème consiste alors à rechercher la section d'acier nécessaire sans modifier a, ni h de telle façon que tout l'effort de poinçonnement soit repris par les armatures comme montré sur la figure ci-après :

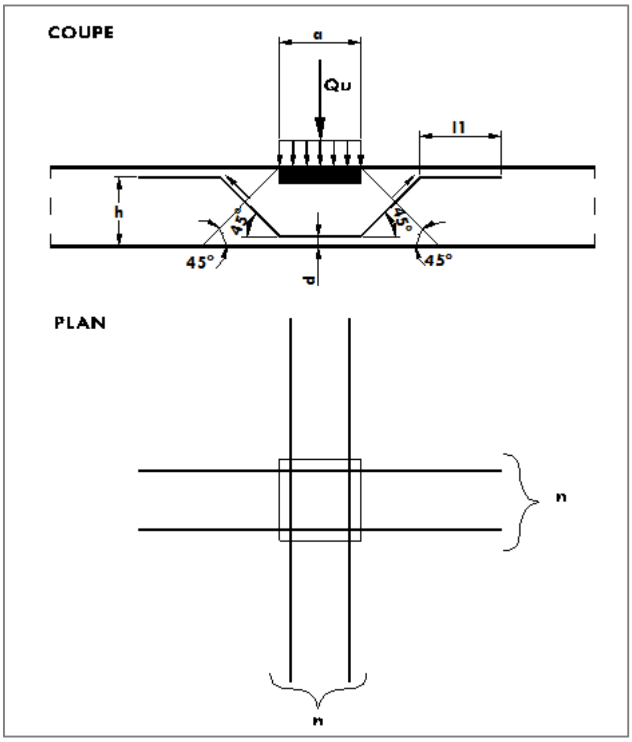


Figure 29 : Armatures en bateau

L'effort de traction dans chaque armature est donné par l'équation :

$$N_u = \frac{Q_u\sqrt{2}}{2 \cdot n}$$

Avec n nombre de barres d'armatures dans chaque direction.

La section de chaque armature est alors :

- en fissuration peu préjudiciable (BAEL 91 - §A.4.5.32)

$$A_u = \max\left[\frac{N_u}{\sigma_{s10}}; A_{min}\right]$$

Soit :

$$\emptyset_{min} = \max\left[\sqrt{\frac{Q_u\sqrt{2}}{\pi \cdot n \cdot \sigma_{s10}}}; \sqrt{\frac{4 \cdot f_{tj} \cdot h \cdot a}{\pi \cdot n \cdot f_e}}\right]$$

Avec :

$$\sigma_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- en fissuration préjudiciable (BAEL 91 - §A.4.5.33)

$$A_u = \max\left[\frac{N_u}{\overline{\sigma_s}}; A_{min}\right]$$

Soit :

$$\emptyset_{min} = \max\left[\sqrt{\frac{Q_u\sqrt{2}}{\pi \cdot n \cdot \overline{\sigma_s}}}; \sqrt{\frac{4 \cdot f_{tj} \cdot h \cdot a}{\pi \cdot n \cdot f_e}}\right]$$

Avec :

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3}f_e\, ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right]$$

- en fissuration très préjudiciable (BAEL 91 - §A.4.5.34)

$$A_u = \max\left[\frac{N_u}{\overline{\sigma_s}}; A_{min}\right]$$

Soit :

$$\emptyset_{min} = \max\left[\sqrt{\frac{Q_u\sqrt{2}}{\pi \cdot n \cdot \overline{\sigma_s}}}; \sqrt{\frac{4 \cdot f_{tj} \cdot h \cdot a}{\pi \cdot n \cdot f_e}}\right]$$

Avec :

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{1}{2}f_e\, ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right]$$

La longueur d'ancrage l_l de ces paniers de renforcements est donnée par la relation (cf. BAEL 91 - §A.6.1.22 et A.6.1.25) :

$$l_l = \frac{1}{1.23}\left[\frac{\emptyset \cdot f_e}{2.4 \cdot {\psi_s}^2 \cdot f_{tj}} - 4.961 \cdot \emptyset - 1.414 \cdot \left(\frac{h-d}{2}\right)\right]$$

Avec Ψ_s =

- 1.0 pour les ronds lisses
- 1.5 pour les armatures à haute adhérence

9. Dimensionnement selon la norme XP P 94-240

Le dimensionnement est identique à celui du BAEL, avec les modifications suivantes :

- les sections données à l'ELS sont celles calculées à l'ELU majorées :
  - de 10% si la fissuration est supposée préjudiciable ;
  - de 50% si la fissuration est considéré comme très préjudiciable.

10. Dimensionnement selon les normes NF EN 1992-1-1 et NF EN 1992-2

10.1 Généralités

Etant donné que les calculs de stabilité du massif sont des calculs de type ELU, le calcul « naturel » du parement avec une traction T dans le clou tel que T = max (T_0, T_1, T_2) se fait aux ELU.

Les efforts répartis sur la plaque et les pressions du sol à l'arrière du parement sont alors considérés comme des actions extérieures permanentes s'exerçant sur le parement.

Compte-tenu des points évoqués dans les paragraphes 7.1 et 7.2, il est laissé à l'utilisateur le choix de la forme du diagramme de répartition des contraintes à l'arrière du parement :

- soit par bandes, ce qui permet d'aboutir à une répartition similaire à celle donnée dans les Recommandations CLOUTERRE ;
- soit trapézoïdale avec contrainte nulle en milieu de travée ;
- soit trapézoïdale avec contrainte non nulle en milieu de travée ;

10.2 Vérification vis à vis de la flexion

D'une façon générale, le dimensionnement du parement vis à vis de la flexion doit être effectué :

- au droit des appuis pour les moments maximums M_{AX} et M_{AY} dimensionnant les armatures de la nappe contre terre ;
- en travée pour les moments maximums M_{TX} et M_{TY} dimensionnant les armatures de la nappe côté extérieur.

Ces moments maximums, notés M_{ed} à l'ELU et M_{ser} à l'ELS, ont été déterminés lors de la phase de calcul précédente.

10.2.1 Calcul à l'Etat Limite Ultime (ELU)

Le moment réduit μ_{cu} s'exprime par

$$\mu_{cu} = \frac{M_{ed}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cu}}$$

Avec :

- b_w : longueur de la section, prise égale à 1m ;
- d : épaisseur utile de la paroi ;
- f_{cu} : résistance de calcul de la compression du béton : $f_{cu} = \eta \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$

f_{ck} : résistance caractéristique de la compression du béton, qui peut être pris dans le tableau 3.1 de la norme NF EN 1992-2.

η = 1.0 si $f_{ck} < 50$ MPa
1.0 – (f_{ck} – 50) / 200 si 50 MPa < f_{ck} < 90 MPa (NF EN 1992-1-1 §3.1.7(3))

α_{cc} = 1.0 (NF EN 1992-1-1 §3.1.6(1))

γ_c = 1.5 sous combinaisons fondamentales
1.2 sous combinaisons accidentelles (NF EN 1992-1-1 §3.2.4.2.4)

Le coefficient d'équivalence s'écrit alors :

$$\alpha_u = \frac{1}{\lambda}\left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{cu}}\right)$$

Avec :

λ = 0.8 si $f_{ck} < 50$ MPa
0.8 – (f_{ck} – 50) / 400 si 50 MPa < f_{ck} < 90 MPa (NF EN 1992-1-1 §3.1.7(3))

Ce moment réduit s'applique à une épaisseur z_c telle que :

$$z_c = d\left(1 - \frac{\lambda}{2} \cdot \alpha_u\right)$$

Le moment réduit se compare à un moment réduit limite μ_R, calculé par la relation :

μ_R = $0.8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_R)$ si $f_{ck} < 50$ MPa
$\lambda \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha_R)$ si 50 MPa < f_{ck} < 90 MPa

Avec :

$$\alpha_R = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_c}$$

- ε_{cu2} :
  - εcu2 = 3.5‰ si fck < 50 MPa
  - εcu2 = 2.6+35·((90-fck)/100)4 (‰) si 50 MPa < fck < 90 MPa(NF EN 1992-1-1 §3.1.7(3))

- $\varepsilon_c = f_{yd} / E_s$

- f_{yd} : limite d'élasticité de calcul de l'acier, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ (NF EN 1992-1-1 §3.2.7)

- γ_s :
  - γs = 1.15 sous combinaisons fondamentales
  - γs = 1.00 sous combinaisons accidentelles (NF EN 1992-1-1 §3.2.4.2.4)

- E_s = valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier = 200 GPa (NF EN 1992-1-1 § 3.2.7(4))

⇨ *Si $\mu_{cu} > \mu_R$, il faut augmenter l'épaisseur de béton.*

Détermination de μ_{AB} : frontière entre pivot A et pivot B

μ_{AB} se calcule par la relation suivante :

$$\mu_{AB} = \lambda \cdot \alpha_{AB} \cdot \left(1 - \frac{\lambda}{2}\alpha_{AB}\right)$$

Avec :

$$\alpha_{AB} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_{s1}}$$

Avec ici :

$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2}$ (NF EN 1992-1-1 §3.1.2 (T3.1))

$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{ud}$ =
- 22.5/1000 pour un acier de classe de ductilité A
- 45/1000 pour un acier de classe de ductilité B
- 67.5/1000 pour un acier de classe de ductilité C (NF EN 1992-1-1 annexe C)

Calcul des contraintes dans les armatures :

- Si $\mu_{cu} < \mu_{AB}$: pivot A (l'acier a atteint son allongement limite admissible)

La contrainte dans les armatures σ_{s1} vaut alors :

Type d'acier	Classe A	Classe B	Classe C
S 400	σ_{s1} = 363 MPa	σ_{s1} = 373 MPa	σ_{s1} = 395 MPa
S 500	σ_{s1}= 454 MPa	σ_{s1} = 466 MPa	σ_{s1} = 493 MPa

- Si $\mu_{cu} > \mu_{AB}$: pivot B (le béton a atteint son raccourcissement limite admissible)

L'allongement des armatures ε_{s1} s'écrit alors : $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_c \frac{1-\alpha_u}{\alpha_u}$

Et la contrainte dans les armatures σ_{s1} vaut :

- si $\varepsilon_{s1} < f_{yd} / E_s$

$$\sigma_{s1} = E_s \cdot \varepsilon_{s1}$$

- si $\varepsilon_{s1} > f_{yd} / E_s$ [1]

Type d'acier	Classe A	Classe B	Classe C
S 400	σ_{s1} (MPa) = min [346.53 + 747.66·ε_{s1} ; 363]	σ_{s1} (MPa) = min [346.82 + 576.58·ε_{s1} ; 373]	σ_{s1} (MPa) = min [346.59 + 712.17·ε_{s1} ; 395]
S 500	σ_{s1} (MPa) = min [432.71 + 952.38·ε_{s1} ; 454]	σ_{s1} (MPa) = min [433.20 + 727.27·ε_{s1} ; 466]	σ_{s1} (MPa) = min [432.84 + 895.52·ε_{s1} ; 493]

Calcul de la section des armatures :

La section d'acier ELU $A_{s1,u}$ est déduite des calculs précédents, par la relation :

$$A_{s1,u} = \frac{M_{ed}}{z_c \cdot \sigma_{s1}}$$

10.2.2 *Calcul à l'Etat Limite de Service (ELS caractéristique)*

Le moment réduit µ se calcule selon la relation :

$$\mu = \frac{M_{ser}}{b_w \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma_s}} = \frac{1}{2 \cdot \alpha_e} \cdot \frac{{\alpha_1}^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right)}{1 - \alpha_1}$$

Avec :

- $\overline{\sigma_s}$: contrainte admissible dans l'acier (MPa) : $\overline{\sigma_s} = k_3 \cdot f_{yk} = 0.8 \cdot f_{yk}$ (NF EN 1992-1-1 §7.2(5))
- α_e : coefficient d'équivalence, pris égal à :
  - 15 si $f_{ck} < 60$ MPa
  - 9 si $f_{ck} > 60$ MPa

Ce qui revient à résoudre l'équation en α_1 :

$$\frac{1}{2 \cdot \alpha_e} \cdot \frac{{\alpha_1}^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right)}{1 - \alpha_1} - \frac{M_{ser}}{b_w \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma_s}} = 0$$

Ce moment réduit s'applique à une épaisseur z_{c1} telle que :

$$z_{c1} = d\left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right)$$

Calcul de la section des armatures :

La section d'acier ELS $A_{s1,ser}$ est déduite des calculs précédents, par la relation :

$$A_{s1,ser} = \frac{M_{ser}}{z_{c1} \cdot \overline{\sigma_s}}$$

(1) « Pratique de l'Eurocode 2 » - Jean Roux - §2.2.4.2.1 page 70

Vérification de la contrainte dans le béton :

La contrainte dans le béton σ_c s'exprime par :

$$\sigma_c = \frac{\alpha_1 \cdot \overline{\sigma_s}}{\alpha_e \cdot (1-\alpha_1)}$$

Cette valeur est à comparer à la contrainte limite admissible $\overline{\sigma_c}$, calculée par :

$\overline{\sigma_c}$ = f_{ck} si la classe d'exposition du béton est X0
$k_1 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot f_{ck}$ si la classe d'exposition du béton est XD, XF ou XS (NF EN 1992-1-1 §7.2(2))

⇨ *Si $\sigma_c > \overline{\sigma_c}$, il faut augmenter l'épaisseur de béton.*

10.3 Justification du critère d'ouverture de fissures (ELS)

10.3.1 Suivant la NF EN 1992-1-1 (règles générales et règles pour les bâtiments)

Il s'agit d'une vérification à l'ELS quasi-permanent.

Détermination de la position X de la fibre neutre depuis la fibre supérieure :

Cela revient à résoudre l'équation en X : $b_w \cdot \frac{X^2}{2} + \alpha_e \cdot A_s \cdot X - \alpha_e \cdot A_s \cdot d = 0$

Avec :

$$\alpha_e = \frac{E_s}{\frac{E_{cm}}{3}}$$

- E_{cm} : module d'élasticité court-terme du béton : $E_{cm}(MPa) = \left[22 \cdot \left(\frac{f_{ck}+8}{10}\right)\right]^{0.3} * 1000$ (NF EN 1992-1-1 Tableau 3.1)

- A_s : section d'acier minimale vérifiant les calculs de flexion, recalculée à partir des diamètres et des espacements suivants :

$$A_s(mm^2) = \frac{\pi \cdot \emptyset^2}{4 \cdot e}$$

Avec, pour choix possibles :

Diamètres Ø (mm) : 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25
Espacements e (mm) : 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250, 300

Détermination de la containte σ_s dans les armatures :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot \left(d - \frac{X}{3}\right)}$$

Détermination de la containte σ_c dans le béton :

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s}{\alpha_e} \cdot \frac{X}{(d-X)}$$

Cette valeur est à comparer à la contrainte admissible $\overline{\sigma_c}$ dans le béton :

$$\overline{\sigma_c} = k_2 \cdot f_{ck} = 0.45 \cdot f_{ck}$$ (NF EN 1992-1-1 §7.2(3))

⇨ *Si $\sigma_c > \overline{\sigma_c}$, il faut prévoir augmenter l'épaisseur de béton ou la section d'acier*

Détermination de l'ouverture de fissure w_k :

L'ouverture de fissure w_k est donnée par la relation suivante :

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$ (NF EN 1992-1-1 §7.3.4)

Avec :

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \emptyset}{\rho_{p,eff}}$$

- k_3 = min (3.40 ; 3.40 x $(25/c)^{2/3}$) ; (NF EN 1992-1-1/NA §7.3.4(3))
- c : enrobage de l'armature (en mm) ;
- k_1 = 0.8 (armatures haute adhérence) ; (NF EN 1992-1-1 §7.3.4(3))
- k_2 = 0.5 (NF EN 1992-1-1 §7.3.4(3))
- k_4 = 0.425 (NF EN 1992-1-1 §7.3.4(3))
- $\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$

- $A_{c,eff} = b_w \cdot h_{c,ef}$
- $h_{c,ef}$ = min (2.5· (h-d) ; (h-X)/3 ; h/2);
- h : épaisseur totale de la paroi ;
- d : épaisseur utile de la paroi

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \min\left(\frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}(1+\alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} ; 0.6\frac{\sigma_s}{E_s}\right)$$

(NF EN 1992-1-1 §7.3.4(2))

Avec :

- k_t = 0.4 (sollicitation de longue durée) ;
- $f_{ct,eff} = f_{ctm}$: Résistance du béton en traction du béton au moment où les premières fissures sont supposées apparaître (MPa) :
  $f_{ct,eff}$ =
  - $0.3 \cdot (f_{ck})^{(2/3)}$ si $f_{ck} < 50$ MPa
  - $2.12 \cdot \ln(1 + (f_{ck}+8) / 10)$ si $f_{ck} > 50$ MPa (NF EN 1992-1-1 §3.1.2(T3.1))

Détermination de l'ouverture de fissure w_{max} :

L'ouverture des fissures est déterminée :

- soit par l'utilisateur qui rentre directement la valeur voulue ;
- soit, à défaut, par le tableau 7.1 de la norme NF EN 1992-1-1/NA, présenté ci-dessous :

Classe d'exposition	w_{max} (mm)
X0, XC1	0.40
XC2, XC3, XC4	0.30
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	0.20

Il faut vérifier l'inégalité $w_k < w_{max}$.

10.3.2 Suivant la NF EN 1992-2 (ponts en béton – calculs et dispositions constructives)

Il s'agit d'une vérification à l'ELS fréquent.

Détermination de l'ouverture de fissure w_{max} :

L'ouverture des fissures est déterminée :

- soit par l'utilisateur qui rentre directement la valeur voulue ;
- soit, à défaut, par le tableau 7.1 de la norme NF EN 1992-2/NA, présenté ci-dessous :

Classe d'exposition	w_{max} (mm)
X0, XC1	0.30
XC2, XC3, XC4	0.30
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	0.20

Détermination de la contrainte admissible dans les armatures $\bar{\sigma_s}$:

$$\bar{\sigma_s} = 1000 \cdot w_{max}$$ (NF EN 1992-2 §7.3.3(101))

Détermination des sections d'acier nécessaires, vérification de la contrainte dans le béton :

Les calculs sont identiques à ceux présentés au paragraphe 11.5.2.2. (calculs ELS de flexion), avec $\bar{\sigma_s} = 1000 \cdot w_{max}$

⇨ *Si $\sigma_c > \bar{\sigma_c}$, il faut augmenter l'épaisseur de béton.*

10.4 Vérification vis-à-vis du poinçonnement (ELU)

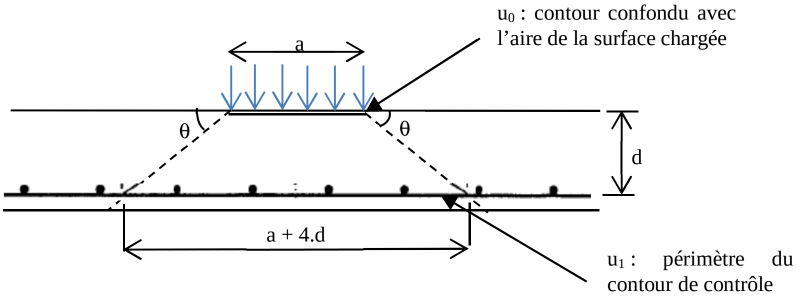
Calcul de la contrainte de cisaillement sollicitant v_{Ed} :

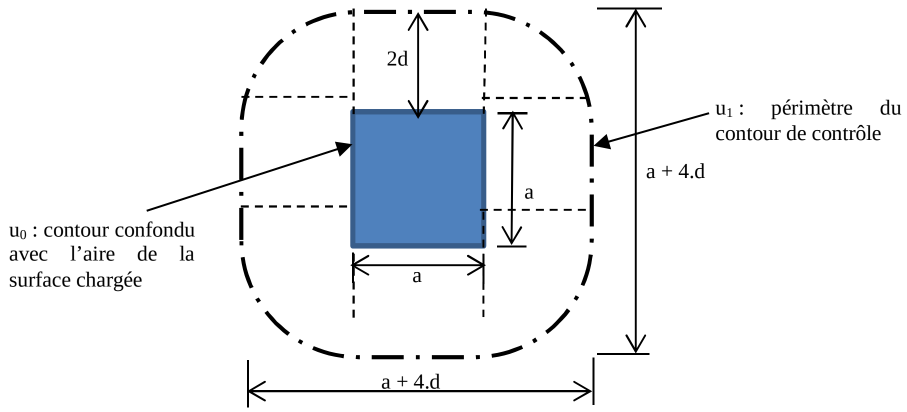
$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i . d}$$

Avec :

- V_{Ed} : effort tranchant de calcul exercé (Effort ELU fondamental ou ELU accidentel) ;
- d : épaisseur utile de la paroi
- u_i : périmètre de calcul suivant 2 zones de calculs :
  - o u_0 : périmètre au niveau du contour de l'aire chargée
  - o u_1 : périmètre du contour de contrôle

L'angle de diffusion est pris égal à θ = arctg (1/2) = 26.6°.





La valeur du cisaillement (v_{Ed}) est déterminée au niveau :

- du contour de l'aire chargée : $u_0 = 4$ a → $v_{Ed,0} = V_{ed} / (u_0 . d)$
  Le cisaillement est alors comparé à la valeur maximale de résistance au cisaillement ($V_{Rd,max}$)

- du contour de contrôle : $u_1 = 4(a + \pi d)$ → $v_{Ed,1} = V_{ed} / (u_1 . d)$
  Le cisaillement est comparé à la valeur limite de résistance au cisaillement avec ou sans armatures (V_{RdC}) et ($v_{Rd,cs}$)

<u>Calcul de la valeur maximale de cisaillement $v_{Rd,max}$:</u>

$v_{Rd,max} = ½ \cdot \nu \cdot f_{cd} = ½ \cdot 0,6 \cdot (1-f_{ck}/250) \cdot f_{cd}$

➔ On s'assure que $v_{Ed,0} < v_{Rd,max}$: si la condition n'est pas respectée, la dimension de la plaque d'appui devra être augmentée

<u>Calcul de la valeur de cisaillement limite sans armature de renfort $v_{Rd,c}$:</u>

$$v_{Rd,c} = \min(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} ; v_{min})$$

Avec :

- $C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$
- $k = \min\left(2; 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right); d\ en\ mm$
- $\rho_l = \max\left(0.02; \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}}\right)$
- ρ_{ly} (%) $= A_{sy} / (b_w \cdot d)$
- ρ_{lz} (%) $= A_{sz} / (b_w \cdot d)$
- $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot (f_{ck})^{0.5}$

➔ Si $v_{Ed,1} < v_{Rd,C}$: le poinçonnement est vérifié sans armatures de renforts.

➔ Si $v_{Ed,1} > v_{Rd,C}$: Augmenter les dimensions de la plaque d'appui jusqu'à respecter la condition ou prévoir des armatures de renforts.

<u>Calcul de la valeur de cisaillement limite avec armature de renfort $v_{Rd,cs}$:</u>

Il faut que :

$$v_{Rd,cs} = 0.75 \cdot v_{Rd,c} + 1.5 \frac{d}{s_r} A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \frac{\sin\alpha}{u_1 \cdot d} \leq v_{ed,1}$$

Il sera placé des barres relevées (armatures bateau).Dans ce cas,

- une seule file d'armatures peut être considérée comme suffisante (NF EN 1992-1-1 § 9.4.3 (1))
- $d / s_r = 0.65$ (NF EN 1992-1-1 § 6.4.5 (1))

sin α = angle des armatures de poinçonnement avec le plan de la dalle.
Lorsqu'une seule file de barres relevées est prévue, leur angle de pliage peut être réduit à 30°
On considère dans le cas de barres relevées α = 30 ° → sin α = 0.5

(NF EN 1992-1-1 § 9.4.3 (2))

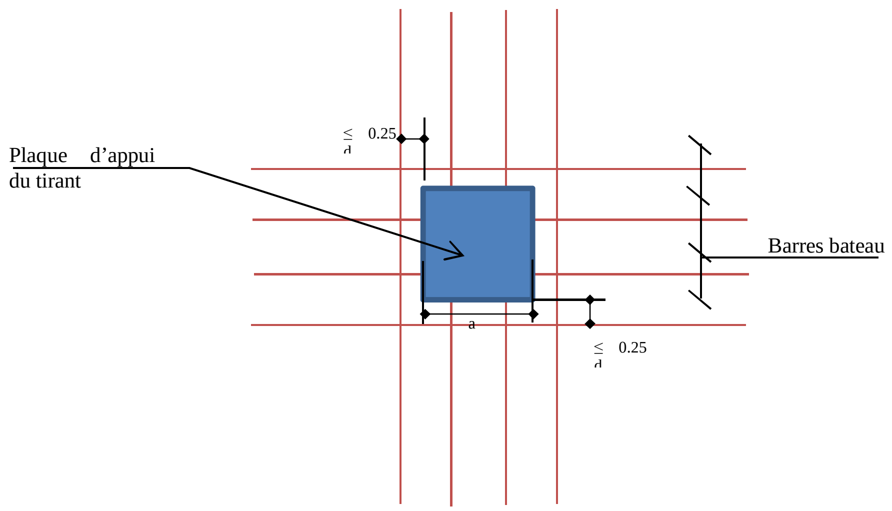
$$A_{sw} = (v_{Ed,1} - 0.75 \times v_{Rd,C}).\frac{2.u_i.d}{1{,}5\,.\,0{,}65\,.\,f_{ywd,ef}}$$

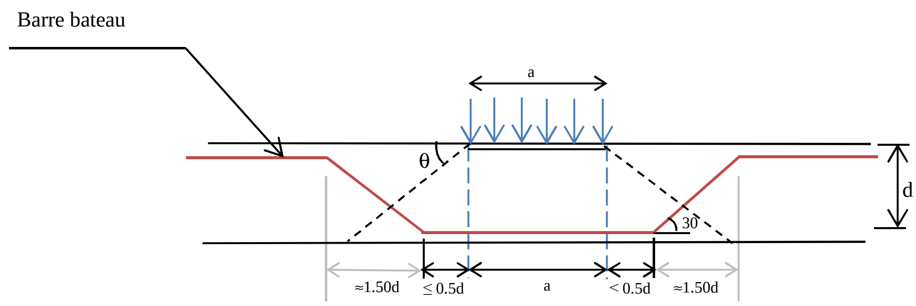
Avec $f_{ywd,ef}$ (MPa) = min (f_{ywd} ; 250 + 0.25·d)

Dispositions constructives :

Les barres relevées présenteront un angle de 30°

Elles pourront être placées dans le sens longitudinal et transversal à la paroi.





BIBLIOGRAPHIE

ADETS (1992) "Le treillis soudé : Calcul et utilisation conformément aux règles BAEL 91".

AFNOR (1998) "Soutènement et talus en sol en place renforcé par des clous - Justification du dimensionnement", Norme expérimentale française, XP P 94-240.

BARES R. (1979) "Tables for the analysis of plates, slabs and diaphragm based on the elastic theory" Bauverlag.

CORTADE et al. (2005) "Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments" NF EN 1992-1-1 - AFNOR

CORTADE et al. (2006) "Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 2 : Ponts en béton – Calcul et dispositions constructives" NF EN 1992-2 - AFNOR

CORTADE et al. (2007) "Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments – Annexe nationale à la NF EN 1992-1-1:2005" NF EN 1992-1-1/NA - AFNOR

CORTADE et al. (2007) "Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 2 : Ponts en béton – Calcul et dispositions constructives – Annexe nationale à la NF EN 1992-2" NF EN 1992-2/NA - AFNOR

DAVIDOVICI V. (1995) "Formulaire du béton armé - Volume 1 - Calculs" Editions du Moniteur.

DAVIDOVICI V. (1996) "Formulaire du béton armé - Volume 2 - Constructions" Editions du Moniteur.

FAVRE M., VERMOOTE E., FUENTES D. (2013) "Réflexions et propositions pour le calcul optimisé des parois clouées" Conférence internationale sur les risques de glissement de terrain, accepté pour publication à l'ICLR 2013, 14-16 Mars 2013, Tunisie

FAVRE R., JACCOUD J.P., KOPRNA M., RADIJICIC A. (1997) "Dimensionnement des structures en béton : dalles, murs, colonnes et fondations", Traité de génie civil - Volume 8, Presses de EPFL.

HALIBURTON T.A. (1971) "Soil structure interaction: numerical analysis of beams and beam-columns", Technical publication N° 14, Oklahoma State University.

INGEROP (2013) JP Theaudin. - Communications et notes internes.

LEMAIRE M. (1976) "Théorie des plaques".

LEMAIRE M., JULLIEN J.F. (1976) "Plaques et coques "Deuxième partie".

PAILLE JM (2011) "Calcul des structures en béton – Guide d'application" – AFNOR Eyrolles

PERCHAT J. ET ROUX J. (1992) "Règles BAEL 91" Eyrolles.

PERCHAT J. ET ROUX J. (1994) "Maîtrise du BAEL 91 et des DTU associés", Eyrolles

PERCHAT J. (2010) "Traité de béton armé – des règles BAEL à l'Eurocode 2", Editions le Moniteur

Projet national Clouterre, (1991) "Recommandations CLOUTERRE", Presses de l'ENPC,

"Recommandations professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 et de son annexe nationale" (2007) – SEBTP

ROUX J. (2009) "Pratique de l'Eurocode 2 – Guide d'application" – AFNOR Eyrolles

ROUX J. (2009) "Maîtrise de l'Eurocode 2 – Guide d'application" – AFNOR Eyrolles

THONIER H. (1986) "Projet de béton armé - 1ère partie - Rappel théorique" - Annales de l'ITBTP n° 445 - Juin - Série béton 239.

THONIER H. (1992) "Conception et calcul des structures de bâtiment" - Tome 1, Presses de l'ENPC.

THONIER H. (1993) "Conception et calcul des structures de bâtiment" - Tome 2, Presses de l'ENPC.

TONELLO J. (1998) Communications personnelles

VEZOLE et al. (2009) Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sol cloué – NF P 94-270 – AFNOR.